

叶晨莹,赵鹏,相敏.基于不同结构损伤模型的 RC 框架地震易损性研究[J].地震工程学报,2018,40(4):705-712.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2018.04.705
YE Chenying,ZHAO Peng,XIANG Min.Seismic Vulnerability Analysis of RC Frame Structures through Different Structural Damage Models[J].China Earthquake Engineering Journal,2018,40(4):705-712.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2018.04.705

基于不同结构损伤模型的 RC 框架地震易损性研究

叶晨莹,赵 鹏,相 敏

(四川大学建筑与环境学院深地科学与工程教育部重点实验室,四川 成都 610065)

摘要:针对目前 RC 框架结构地震易损性分析中整体损伤模型研究的薄弱性以及广泛采用的层间位移角方法不能准确反应结构在地震作用下损伤机理的现状,本文基于现有损伤模型的对比分析,提出了一种较准确反映地震破坏机理同时便于应用的最大变形和滞回耗能非线性组合的双参数损伤模型。以 8 层 RC 框架结构为例,进行 50 条地震波作用下的结构增量动力分析,分别绘制了变形和能量 2 种单参数模型以及牛荻涛模型和本文模型两种双参数模型的结构损伤曲线与易损性曲线,并进行了模型的对比分析和检验评估。分析结果表明:仅以层间位移角作为结构整体损伤指标会高估结构的抗倒塌性能,仅以能量作为结构整体损伤指标会低估结构损伤的超越概率。本文模型能较好地平衡最大变形和累积损伤对结构损伤的影响程度。

关键词: 损伤模型; 双参数模型; 层间位移角; 易损性

中图分类号: TU375.4

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2018)04-0705-08

DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2018.04.705

Seismic Vulnerability Analysis of RC Frame Structures through Different Structural Damage Models

YE Chenying, ZHAO Peng, XIANG Min

(MOE Key Laboratory of Deep Underground Science and Engineering, School of Architecture and Environment,
Sichuan University, Chengdu 610065, Sichuan, China)

Abstract: The work proposes a nonlinear combination, two-parameter damage model of maximum deformation and hysteretic energy dissipation. Comparing the performance of the proposed model with that of existing damage models reveals that the proposed model can accurately reflect the earthquake damage mechanism. For comparison, the structural damage curves and seismic fragility curves of two single-parameter models (deformation and energy) and two two-parameter models (Niuditao model and the proposed model) are drawn in accordance with the incremental dynamic analysis results of an eight-story RC frame structure under the input of 50 seismic waves. Results show that structural collapse performance will be overestimated when the inter-story drift angle is used as the sole structural damage index, whereas the exceedance probability

收稿日期: 2017-08-20

基金项目: 国家自然科学基金青年项目(51508357);四川省科技计划应用基础项目(2015JY0278)

第一作者简介: 叶晨莹(1994-),女,硕士研究生,主要从事结构抗震研究。E-mail:annylz@163.com。

通信作者: 相 敏(1993-),女,博士研究生,主要从事结构抗震研究。E-mail:mxiang19@163.com。

of structural damage will be underrated if energy dissipation is used as the sole structural damage index. The proposed model can well balance the influence of maximum deformation and cumulative damage on structural damage.

Keywords: damage model; two-parameter model; inter-story drift angle; vulnerability

0 引言

地震易损性分析能够预测结构在不同等级地震作用下超越某一规定极限状态的概率,从概率的意义上定量地刻画工程结构的抗震性能,从宏观的角度描述地震动强度与结构破坏程度之间的关系,是评价结构抗震性能的有效手段之一^[1]。易损性分析中采用的损伤模型与损伤指标是影响分析结果可靠性的关键因素^[2]。

目前在钢筋混凝土框架结构的地震易损性研究中,层间位移角常作为损伤指标来判断结构损伤程度。该指标通过判断结构、构件损伤一次性是否发展到弹塑性位移角临界值来判断是否失效,属于只考虑首超破坏的单参数变形损伤模型,无法反应地震持时对结构的累积破坏作用^[3]。常见的单参数地震损伤模型还有强度模型、能量模型等。强度模型只能反应结构弹性阶段的性能,一般应用于结构对应“小震不坏”的抗震设计。能量模型不能判别结构的失效类型,同时也忽略了变形幅值对结构累积损伤的影响。大量震害调查与实验研究表明,地震是一个随机的交替循环作用过程,大位移幅值和循环加载效应的联合作用导致了结构的损伤和破坏^[4]。同时结构最大反应和累积损伤的破坏界限存在耦联关系。随着累积损伤的增加,结构最大反应的破坏极限降低。反之,结构最大反应较大时对应累积耗能的破坏极限亦会降低。因此同时考虑变形和能量的双参数模型能够更全面地描述结构在承受反复荷载时的损伤过程,作为损伤指标判断结构失效与否较为合理。目前已有的双参数模型有 P-A 模型^[5]、牛荻涛模型^[6]、吕大刚-王光远模型^[7]、Kunnath 模型^[8]、Kumar 模型^[9]、Reinhorn 模型^[10]、Chai 模型^[11]、李军旗模型^[12]、王东升模型^[13]等。其中 P-A 模型最为经典,其余模型多是在此基础上的修正和改进。一般来说模型理论性越强,就越契合地震破坏机理,但表达式则会越复杂,计算越繁琐,不利于实际应用。

本文在分析现有双参数模型的基础上,对经典模型进行改进,使之能够更好地考虑变形和能量对结构损伤的影响程度,并应用于框架结构的易损性分析;同时通过对混凝土框架结构进行非线性动力增量时程分析,分别绘制变形损伤模型、能量损伤模

型、牛荻涛损伤模型和改进模型的结构整体损伤曲线与易损曲线,研究不同损伤模型对框架结构易损性的影响;利用地震易损性分析方法具有随机普遍性的优势,对不同损伤模型进行检验评估,得到适合于框架结构的易损性分析方法。

1 结构的损伤模型

损伤模型标识物理量的选取与组合不仅要反映地震破坏机理,更要便于计算和工程应用。损伤指标是描述构件、结构受损伤程度的量化指标,需满足以下性质:在 $[0,1]$ 间单调递增, D 取 0 表示结构、构件完好无损, D 取 1 表示结构、构件已经完全破坏^[7]。

1.1 双参数损伤模型

双参数损伤模型同时考虑最大反应和累积损伤的影响,能够反映结构地震破坏是由大的位移幅值脉冲和循环荷载效应的联合作用所引起,因而普遍认为较单参数模型更具理论优越性。

Park 和 Ang 较早提出了同时考虑构件最大变形和累计滞回耗能的双参数损伤模型^[5]。该模型适用于钢筋混凝土柱和剪切型模型,较好地反映了地震动三要素对结构破坏的影响,但线性组合方式缺乏理论根据,没有考虑不同加载路径下的累积耗能差异,忽略了相同耗能条件下,大幅值循环比小幅值循环损伤更严重这一事实,此外损伤指数可能大于 1^[14]。牛荻涛和任利杰根据国内一批结构的设计资料和震害数据提出一种最大变形和滞回耗能非线性组合的双参数模型^[6],模型适用于剪切型柱和高宽比较小的 RC 框架,结构表达式精练简洁,能够体现两部分参数损伤控制界限的耦联关系,部分考虑了疲劳的影响;吕大刚、王光远严格按照损伤指标的定义,提出了规格化的最大变形与滞回耗能加权线性组合的双参数地震损伤模型^[7],模型适用于剪切型和弯曲型结构,模型主要缺点是仍为线性组合模型,没有考虑加载路径的影响。以上 3 种常用的双参数损伤模型表达式如下:

P-A 损伤模型^[5]:

$$DM = \frac{X_m}{X_u} + \beta \frac{E_h}{F_y X_u} \quad (1)$$

牛荻涛损伤模型^[6]:

$$DM = \frac{X_m}{X_u} + \mu \left(\frac{E_h}{E_u} \right)^\gamma \quad (2)$$

吕大刚-王光远损伤模型^[7]:

$$DM = (1 - \beta) \frac{X_m - X_y}{X_u - X_y} + \beta \frac{E_h}{F_y(X_u - X_y)} \quad (3)$$

式中: X_m 为构件在地震作用下的最大弹塑性变形; X_u 为构件在单调荷载作用下的极限变形; E_h 为构件在地震作用下的累积滞回耗能; E_u 为构件在单调荷载作用下的极限耗能; β 为构件的耗能因子; F_y 、 X_y 分别为构件的屈服力和屈服变形。牛荻涛模型中组合系数 $\mu = 0.1387$, $\gamma = 0.0814$ 。

基于上述 3 种双参数模型的表达形式, 本文提出改进的双参数模型, 如式(4)所列。新的损伤模型继承了牛荻涛模型的优势, 同时采用最大变形和滞回耗能非线性组合方式, 能较为准确地反映地震破坏机理。此外借鉴吕大刚—王光远模型中位移和能量的组合方式, 使得改进模型能够更好地体现位移和能量对损伤参数的影响程度。

$$DM = (1 - \alpha) \frac{X_m}{X_u} + \alpha \left(\frac{E_h}{E_u} \right)^\gamma \quad (4)$$

式中组合参数 $1 - \alpha$ 和 α 反应了最大变形和滞回耗能对结构损伤的贡献程度。当 $\alpha = 0$ 时, 上式退化成单参数变形模型; 当 $\alpha = 1$ 时, 上式退化成单参数能量模型。幂指数 γ 反应了累积疲劳作用对损伤的影响。参数计算采用文献[6]中的结构原始设计参数、实际震害资料和统计回归方法进行反演比较分析, 最终确定 $\alpha = 0.0879$, $\gamma = 0.0814$, 相关数据见表 1。相对于牛荻涛模型, 改进模型提升了能量在损伤模型中的影响比例, 更能体现地震作用通过地面运动能量向结构传递、转化和消耗这一本质过程。

1.2 结构整体损伤模型

对于结构整体的损伤评价主要有两类方法: (1) 通过地震作用前后结构整体力学性能的改变来定义整体损伤变量; (2) 基于构件的损伤指标即前述损伤指标的加权组合模型。本文采用第二种方法, 首先通过单参数或双参数损伤模型计算得到结构各个构件的损伤指标, 然后计算各构件的权重系数, 加权组合得到楼层损伤指数, 如式 5 所示。

$$D = \sum_{i=1}^n \lambda_i D_i \quad (5)$$

式中: D 为整体损伤指标; D_i 为第 i 个构件的损伤指标; λ_i 为第 i 个构件的加权系数; n 为构件数。现有常见的加权组合方式见表 2。表中前三种组合方式

为同层构件间的组合方式, 后三种则为楼层间的组合方式。本文采用参考文献[15]中推荐的组合方式——同层构件间采用杜修力组合方式, 楼层间采用欧进萍组合方式。

1.3 结构损伤极限状态与临界指标

在工程实践中, 结构损坏难以明确定义。但是震害等级的划分基本相同, 大体分为以下 5 个等级: 基本完好、轻微损坏、中等破坏、严重破坏和倒塌。本文结合我国《抗规》给出的结构竖向构件对应于不同破坏状态的最大层间位移角限值, 给出规格化的层间位移角损伤指数, 具体见表 3。本文模型参数采用文献[6]中的实际震害资料求解, 损伤判定程度相同, 故损伤指标取值范围与其相同。

2 地震易损伤分析

结构的易损性分析主要用于评估结构的抗震性能, 计算结构在不同强度地震作用下, 其反应超过某极限状态的条件概率。基于结构地震需求参数与地震动参数均服从对数正态分布的假定^[16], 结构特定阶段的失效概率 P_f 表示为:

$$P_f = \phi \left[\frac{\ln \hat{D} - \ln \hat{C}}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}} \right] \quad (6)$$

式中: $\hat{D}$ 、 β_d 分别为地震需求参数的均值和对数标准差; $\hat{C}$ 、 β_c 分别为结构能力参数的均值和对数标准差。根据结构易损性曲线参数高标准耐震设计规范 HAZUS99^[17], 当易损性曲线以地面峰值加速度 PGA 为自变量时, $\beta_c^2 + \beta_d^2$ 取 0.707。

实际分析中, 考虑结构本身的不确定性导致结构抗震性能的随机性, 引入全概率标准差 β_s 对分母进行修正:

$$\beta_s = \sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2 + \beta_m^2} \quad (7)$$

式中: β_m 与结构破坏状态界限值不确定性有关, 根据 HAZUS(FEMA2003)取为 0.4。

3 结构整体损伤指标对比分析

3.1 计算模型

本文根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)及《混凝土设计规范》(GB50010-2010), 采用 PKPM 软件设计一个 2 榀单跨的 8 层钢筋混凝土框架结构, 平立面尺寸见图 1, 柱截面尺寸均为 800 mm × 800 mm, 梁截面尺寸均为 600 mm × 300 mm, 楼板厚度为 150 mm。

表 1 组合系数的回归数据

Table 1 Regression data of combination coefficients						
结构	层号	X_m	X_u	E_h	E_u	D
结构 1(EI 波)	1	0.569	2.84	0	3.954×10^9	0.35
	4	0.519	2.17	4.978×10^3	1.214×10^9	0.45
	5	0.652	3.19	4.147×10^3	1.778×10^9	0.45
	6	0.879	3.29	8.575×10^3	3.631×10^8	0.5
	7	1.119	2.58	1.306×10^4	5.377×10^7	0.5
结构 1(天津波)	1	1.020	2.84	0	2.181×10^9	0.35
	2	0.555	2.57	2.952×10^3	5.996×10^9	0.3
	3	0.489	2.63	2.626×10^4	4.660×10^9	0.3
	4	0.914	2.17	8.178×10^4	2.018×10^8	0.45
	5	1.300	3.19	8.446×10^4	1.894×10^8	0.45
	6	1.606	3.29	9.366×10^4	3.669×10^7	0.5
结构 1(迁安+天津波)	2	0.475	2.57	0	3.490×10^9	0.3
	3	0.437	2.63	1.371×10^4	3.716×10^9	0.3
	4	0.897	2.17	1.042×10^5	2.164×10^8	0.45
	5	1.175	3.19	1.202×10^5	2.785×10^8	0.45
	6	1.251	3.29	9.727×10^4	9.860×10^7	0.5
	7	1.285	2.58	4.709×10^4	3.138×10^7	0.5
结构 1(EI+天津波)	1	0.760	2.84	0	5.004×10^9	0.35
	4	0.815	2.17	7.199×10^4	3.069×10^8	0.45
	5	1.041	3.19	9.114×10^4	4.348×10^8	0.45
	6	1.048	3.29	9.009×10^4	1.932×10^8	0.5
	7	1.170	2.58	5.456×10^4	4.530×10^7	0.5
结构 2(迁安波)	1	0.578	1.11	6.840×10^2	4.002×10^6	1.0
	2	0.913	2.05	2.800×10^3	1.366×10^7	0.5
	3	0.672	1.66	4.311×10^3	6.667×10^6	0.48
	4	0.515	1.28	3.629×10^3	1.977×10^6	0.45
结构 3(EI 波)	1	1.430	2.47	0	1.194×10^8	0.25
	2	5.141	7.07	3.515×10^4	2.111×10^9	0.2
	3	1.203	3.88	9.243×10^4	3.390×10^9	0.35
	4	1.954	4.54	1.118×10^5	2.613×10^8	0.25
	5	0.658	3.39	2.549×10^4	1.519×10^9	0.3
	6	1.004	5.18	2.065×10^4	1.438×10^9	0.2
结构 4(EI 波)	1	0.313	0.74	0	4.575×10^6	0.75
	2	0.404	1.12	9.383×10^3	1.202×10^7	0.4
结构 4(天津波)	1	0.318	0.74	2.360×10^3	4.314×10^6	0.75
	2	0.312	1.12	6.828×10^3	3.218×10^7	0.4
结构 5(EI 波)	1	1.313	3.85	0	6.863×10^8	0.55
	2	1.410	3.44	7.471×10^3	2.224×10^7	0.75
	3	0.540	2.11	2.015×10^3	1.364×10^6	0.7
结构 5(迁安+天津波)	1	2.398	3.85	0	8.975×10^7	1
	2	3.376	3.44	2.348×10^4	6.098×10^5	1
	3	1.004	2.11	3.568×10^3	1.124×10^5	1
结构 5(EI+天津波)	1	2.309	3.85	0	1.038×10^8	1
	2	3.313	3.44	3.540×10^4	6.649×10^5	1
	3	0.784	2.11	5.674×10^3	3.110×10^5	1
结构 6(迁安波)	1	0.551	1.28	0	7.194×10^7	0.4
	2	1.153	2.12	0	2.223×10^8	0.35
	3	0.917	3.27	1.703×10^3	1.396×10^9	0.3
	4	0.777	2.68	3.186×10^3	6.938×10^8	0.3
	5	1.400	3.35	7.097×10^3	1.009×10^8	0.3
结构 6(天津波)	1	0.401	1.28	0	2.119×10^8	0.4
	2	0.930	2.12	0	4.792×10^8	0.35
	3	0.974	3.27	7.249×10^3	1.177×10^9	0.3
	4	0.845	2.68	1.461×10^4	5.440×10^8	0.3
	5	0.930	3.35	6.190×10^3	4.004×10^8	0.3

注:最大弹塑性变形 X_m 、极限变形 X_u 的单位均为 mm,累积滞回耗能 E_h 、极限耗能 E_u 的单位均为 kN·mm

表 2 几种不同的结构整体损伤指标加权组合方式

加权方式	公式	性质
Park	$\lambda_i = \frac{E_i}{\sum E_i}$	根据耗能组合
杜修力	$\lambda_i = \frac{D_i}{\sum D_i}$	根据损伤指标组合
Bracci	$\lambda_i = \frac{W_i}{\sum W_i}$	根据承受竖向力组合
Chung	$\lambda_i = \frac{N+1-i}{\sum (N+1-i)}$	根据楼层位置组合
欧进萍	$\lambda_i = \frac{N+1-i}{\sum_{j=1}^N (N+1-j)} D_i$	同时考虑薄弱层和位置
杨栋	$\lambda_i = \frac{i D_i}{\sum_{i=1}^N \eta_i D_i}$	根据损伤指标与楼层屈服强度系数乘积组合

注: E_i 为各构件或各楼层的耗能, D_i 为各构件或各楼层的损伤指标, W_i 为各构件或各楼层的竖向力, N 为楼层层数; i 为楼层的屈服强度系数

表 3 不同震害等级的损伤指标取值范围

模型类别	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
位移模型	0.0~0.11	0.11~0.24	0.24~0.5	0.5~1	>1
P-A 模型 ^[5]	0.0~0.1	0.1~0.25	0.25~0.4	0.4~1	>1
牛荻涛模型 ^[6]	0.0~0.2	0.2~0.4	0.4~0.65	0.65~0.9	>0.9
本文模型	0.0~0.2	0.2~0.4	0.4~0.65	0.65~0.9	>0.9

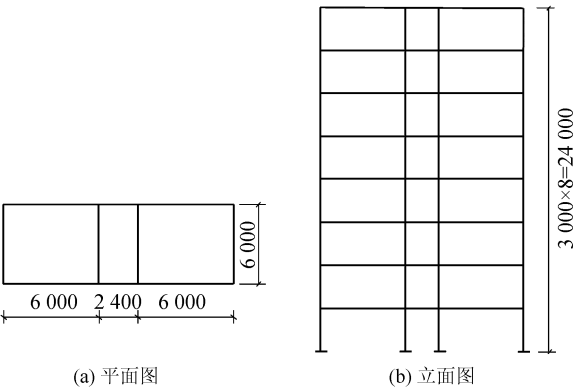


图 1 8 层 RC 框架结构简图(单位:mm)
Fig.1 Diagram of 8-story RC frame structure (Unit: mm)

设计地震分组为第二组,场地类别为第Ⅱ类,设抗震防烈度为 8 度,设计基本加速度 0.20*g*,柱、梁、板混凝土强度等级均为 C30,纵筋 HRB400,箍筋 HRB335。采用 ANSYS 建立有限元模型对结构进行增量动力分元,楼板采用 shell181 单元。混凝土材料本构关系采用多线性等向强化模型(MISO),如图 2 所示。为简化建模,钢筋采用等效线性方法根据钢筋与混凝土的体积比对弹性模量进行折算考虑^[18],见式 8。

$$E_{11}=c_1E_1+c_0E_0$$

(8)

式中: E_{11} 为考虑钢筋后的混凝土弹性模型; c_1 与 c_0 分别为钢筋和混凝土的体积参数; E_1 与 E_0 分别为钢筋和混凝土的弹性模量。其余模型参数保持不变仍为混凝土参数,泊松比为 0.2,密度为 2 500 kg/m³。

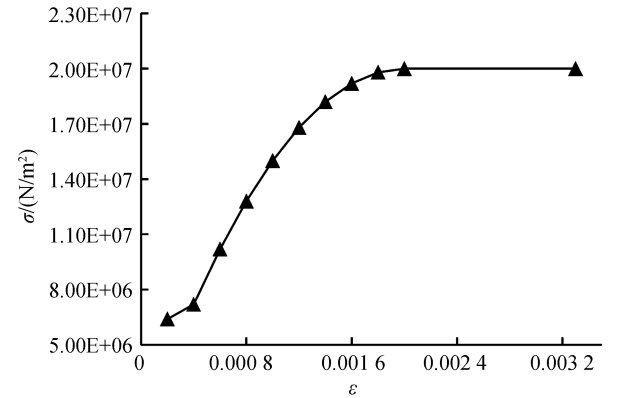


图 2 混凝土材料的本构关系图
Fig.2 Constitutive relation of concrete materials

3.2 地震波选取

参考 hunt&fill 选波调幅原则^[19],在 PEER 强震数据库中挑选出 5 条满足目标谱曲线趋势和场地

要求的地震记录见表 4 所列,地震波峰值加速度分别为 $0.05g$ 、 $0.15g$ 、 $0.225g$ 、 $0.3g$ 、 $0.4g$ 、 $0.5g$ 、 $0.625g$ 、 $0.75g$ 、 $0.8g$ 、 $0.85g$ (g 为重力加速度)。地震动作用方向为结构纵向。

表 4 选用的地震动记录

Table 4 The selected ground motion records			
序号	地震波名称	测点位置	PGA/ g
1	Friuli Italy-02	Forgaria Cornino	0.255
2	San Fernando	LA-HollywoodStor FF	0.225
3	Managua Nicaragua-01	Managua, ESSO	0.260
4	Parkfield	Cholame-Shandon Array #5	0.391
5	Taiwan SMART	SMART1 O07	0.085

3.3 结构易损性分析

假定结构需求参数样本 (EDP) 与地震动参数 (IM) 满足如下关系:

$$EDP=\lambda (IM)^{\alpha} \tag{9}$$

本文利用 ANSYS 软件进行 IDA 分析,获得 50 组结构反应数据样本,对数值模拟结果进行回归分析,即可建立结构的地震需求参数与地震动强度参数的关系。得到不同的结构整体损伤指标与地震动峰值加速度之间的关系见表 5,表中能量模型采用吕一王的退化模型。根据损伤指标的结构损伤关系绘制结构整体损伤曲线如图 3 所示,横坐标 PGA 为地震动峰值加速度,纵坐标 D 为结构损伤指标。

表 5 地震动峰值加速度与损伤指标的关系	
Table 5 Relationship between PGA and damage index	
损伤指标	关系式
层间位移角	$D_{\theta}=0.390(PGA)^{0.798\ 4}$
牛荻涛模型	$D_N=0.665(PGA)^{0.659\ 3}$
本文模型	$D=0.593(PGA)^{0.692\ 5}$
能量	$D_{LE}=0.761(PGA)^{1.739\ 0}$

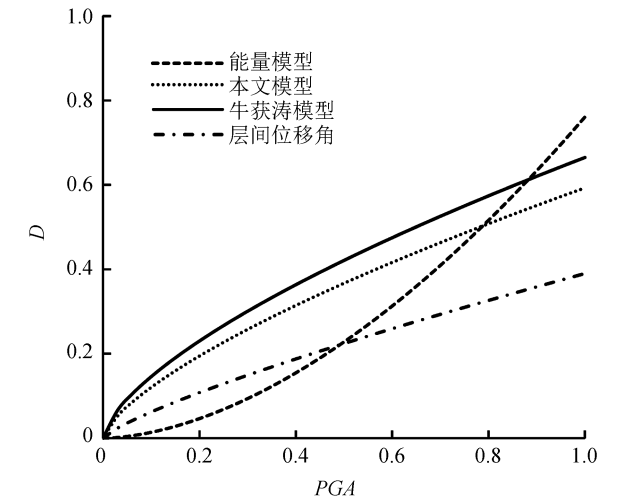


图 3 不同结构整体损伤曲线对比图
Fig.3 Comparison of several global structural damage curves

由图 3 可见:层间位移角、本文模型和牛荻涛模型的走势较为相似,在地震动峰值加速度 (PGA) 较小时,损伤程度增加较快,随着 PGA 的增加,损伤程度增速趋缓,曲线呈“上凸”形式。其中层间位移角得到的结构损伤程度较小,小于牛荻涛模型。本文模型得到的损伤程度略低于牛荻涛模型。能量模型则随着 PGA 数值的增大,损伤程度增速也不断加大,曲线呈“下凹”形式。能量模型在 PGA 较小时,判断结构的损伤程度较其他模型小。此时按规范设计的结构更多地处于弹性阶段,最大变形对结构损伤起到更为关键的作用。随着 PGA 的增大,能量模型慢慢超越其他模型,结构慢慢进入塑性状态,能量对损伤判断的控制作用也渐渐增大。

计算得到 5 种结构整体损伤指标在 4 种不同状态水平下的结构地震易损性曲线见图 4,横坐标 PGA 为地震动峰值加速度,纵坐标 P_f 为结构破坏的超越概率。

(1) 在轻微破坏情况下,各损伤指标的超越概率较大。在中等破坏和严重破坏情况下各损伤指标的超越概率相对较小。在倒塌情况下,各损伤指标的超越概率最小。表明结构损伤程度越重,其发生超越的概率越低。

(2) 随着损伤程度的加深,各损伤指标的超越概率均下降,其中层间位移角指标下降幅度最大。在严重破坏和倒塌情况下,当地面峰值加速度较大时 (PGA 大于 0.5),层间位移角超越概率最小。说明采用单参数的变形损伤模型高估了结构的抗倒塌能力。同时由 (a)、(b) 两图可知,在轻微破坏和中等破坏情况下,能量模型的超越概率基本上为 0。说明采用单参数能量损伤模型都会低估结构失效概率。

(3) 牛荻涛模型与本文模型两者曲线较接近,走势均类似于层间位移角模型。在严重破坏和倒塌

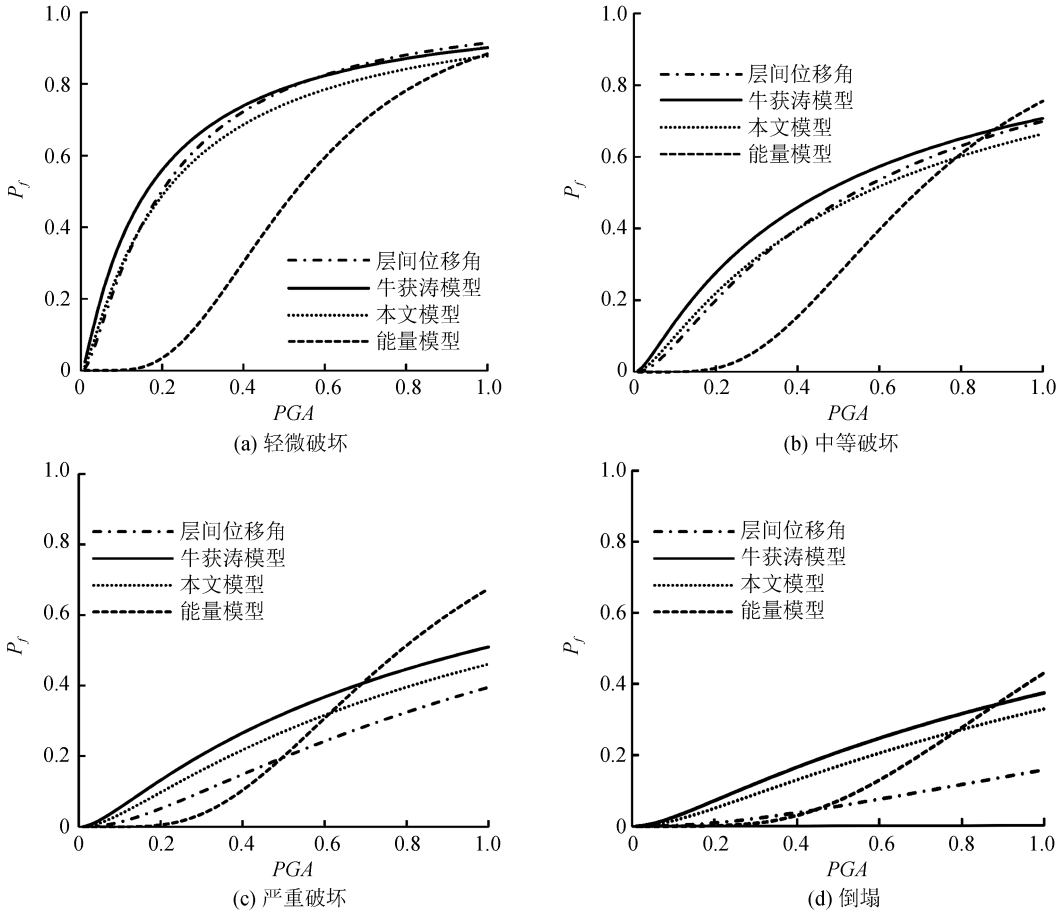


图 4 四种极限破坏状态的 RC 框架易损性曲线

Fig.4 Vulnerability curves of RC frame under four kinds of ultimate states

情况下,两者曲线均位于层间位移角模型之上,其中本文模型相对更接近层间位移角模型。

4 结论

本文综合根据目前已有的结构损伤模型与损伤指标,对比分析了变形模型和能量模型 2 种单参数模型;P-A 模型、牛荻涛模型和吕王模型 3 种双参数模型,提出了一种计算相对简便、便于实际应用,又能较准确地反映地震破坏机理的双参数损伤模型。并对两种单参数模型、牛荻涛模型和本文模型进行了进行结构损伤曲线和易损性曲线对比分析,主要结论如下:

(1) 仅以层间位移角作为结构整体损伤指标无法考虑结构在地震作用下的累计损伤和地震时长的影响,会高估结构的抗倒塌性能,尤其在地震动峰值加速度较大、结构损伤程度较深的时候;仅用能量指标无法考虑不同变形幅值的影响和失效类型,在地震动峰值加速度较小、结构损伤程度较轻时,会高估结构的抗震性能。只采用单参数的损伤模型与损伤

指标作为结构损伤判断依据并用于指导性能设计有待进一步考证其准确性。

(2) 最大变形在地震动峰值加速度较小、结构损伤较轻时更能对结构的损伤起到较为关键的影响,而累积耗能则在地震动峰值加速度较大、结构损伤较深时对结构的损伤起到关键的影响。

(3) 本文模型较好地平衡了最大变形和累积耗能在不同地震动峰值加速度下对结构损伤的影响,较好地反映了地震动三要素对结构破坏的影响,一定程度上体现结构的疲劳效应,同时计算式相对简单,在实际研究与工程应用中较为简便。

(4) 根据上述分析均得到的是定性结果,规范采用层间位移角的单参数破坏准则设计的结构抗震性能与实际性能存在偏差,得不到定量分析,如何进行精确的误差分析以及进一步采取工程方法进行调整仍有待深入研究。

综上所述,双参数损伤模型虽然在计算上较为复杂,但其理论较单参数模型更为科学,更符合结构设计安全性的要求。本文模型能够较好地平衡理论

与实际应用两方面的需求,但各模型与结构实际抗震性能的误差分析仍需要进一步深入探究。

参考文献(References)

- [1] 于晓辉,吕大刚,王光远.土木工程结构地震易损性分析的研究进展[C]//第二届结构工程新进展国际论坛论文集.大连,2008:763-774.
YU Xiaohui, LÜ Dagang, WANG Guangyuan. Seismic Fragility Analysis of Civil Engineering Structures: State-of-the-Art [C]//Proceeding of 2nd International Forum on Advances in Structure Engineering. Dalian, 2008: 763-774.
- [2] 刘哲锋,周琼,陈遼.基于能量耗储能力的结构地震损伤量化研究[J].工程力学,2013,30(2):169-173,189.
LIU Zhefeng, ZHOU Qiong, CHEN Kui. Quantitative Analysis of Seismic Damage Based on Structural Energy Dissipation and Storage Capability[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(2): 169-173, 189.
- [3] 潘元,刘伯权,邢国华,等.基于破坏准则的钢筋混凝土结构抗倒塌研究进展[J].建筑科学与工程学报,2010,27(2):51-60.
PAN Yuan, LIU Boquan, XING Guohua, et al. Research Progress of Seismic Collapse Resistance of Reinforced Concrete Structures Based on Damage Criteria[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2010, 27(2): 51-60.
- [4] 屠冰冰.基于变形和能量的双参数损伤模型[J].振动与冲击,2016,11(35):196-202.
TU Bingbing. A New Two-parameter Damage Based on Deformation and Energy[J]. Journal of Vibration and Shock, 2016, 11(35): 196-202.
- [5] PARK Y J, ANG A H-S. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete[J]. ASCE Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 722-739.
- [6] 牛狄涛,任利杰.改进的钢筋混凝土结构双参数地震破坏模型[J].地震工程与工程振动,1996,16(4):44-54.
NIU Ditao, REN Lijie. A Modified Seismic Damage Model with Double Variables for Reinforced Concrete Structures[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1996, 16(4): 44-45.
- [7] 吕大刚,王光远.基于损伤性能的抗震结构最优设防水准的决策方法[J].土木工程学报,2001,34(1):44-49.
LÜ Dagang, WANG Guangyuan. Decision-making Method of Optimal Fortification Level for Aseismic Structures Based on Damage Performance[J]. China Civil Engineering Journal, 2001, 34(1): 44-49.
- [8] KUNNATH S K. Analytical Model of Inelastic Seismic Response of R/C Structures[J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(4): 996-1017.
- [9] KUMAR S, USAMI T. Damage Evaluation in Steel Box Columns by Cyclic Loading Tests[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1996, 122(6): 626-634.
- [10] REINHORN A M, VALLES R E. Damage Evaluation in Inelastic Response of Structures: A Deterministic Approach[R]. New York: NCEER, 1995, 95.
- [11] CHAI Y H, ROMNSTADT K M, BIRD S M. Energy Based Linear Damage Model for High Intensity Seismic Loading[J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(5): 857-864.
- [12] 李军旗,赵世春.钢筋混凝土构件损伤模型[J].兰州铁道学院学报(自然科学版),2000,19(3):25-27.
LI Junqi, ZHAO Shichun. Damage Model of Reinforced Concrete Member[J]. Journal of Lanzhou Railway University (Natural Sciences), 2000, 19(3): 25-27.
- [13] 王东升,冯启民,王国新.考虑低周疲劳寿命的改进 Park-Ang 地震损伤模型[J].土木工程学报,2004,37(11):41-49.
WANG Dongsheng, FENG Qimin, WANG Guoxin. A Modified Park-Ang Seismic Damage Model Considering Low-cycle Fatigue Life[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(11): 41-49.
- [14] 沈祖炎,董宝,曹文衍.结构损伤累积分析的研究现状和存在的问题[J].同济大学学报(自然科学版),1997,25(2):135-140.
SHEN Zuyan, DONG Bao, CAO Wenxian. Development and Evaluation of Researches on Damage Cumulation Analysis for Building Structures[J]. Journal of Tongji University (Natural Sciences), 1997, 25(2): 135-140.
- [15] 万正东. RC 框架结构基于概率损伤模型的地震易损性与风险分析[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2009: 45-47.
WAN Zhengdong. Seismic Fragility and Risk Analysis of RC Frame Structures Based on Probabilistic Damage Models[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2009: 45-47.
- [16] SUCUOGLU H, YUCEMEN S, GEZER A, et al. Statistical Evaluation of the Damage Potential of Earthquake Ground Motions[J]. Structural Safety, 1998, 20(4): 357-378.
- [17] HAZUS99, User's Manual[S]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 1999.
- [18] 孔丹丹,赵颖华,王萍,等.钢筋混凝土材料有限元分析中的等效模量方法[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2005,21(3):200-203.
KONG Dandan, ZHAO Yinghua, WANG Ping, et al. Equivalent Moduli Method in the Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Nature Science), 2005, 21(3): 200-203.
- [19] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Incremental Dynamic Analysis[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491-514.